

Nachtägliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken

A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. Kunz

Published in “Bauingenieur”, Springer VDI Verlag, Vol. 83, Dec. 2008, pp. 503 – 511

ERRATA

The following typing mistakes have been found within the paper:

- Equation (5): where it is written:

$$\psi_d = \frac{0.22 \cdot \ell}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \left(\frac{V_d}{a \cdot m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

It should be written:

$$\psi_d = 1.5 \cdot \frac{0.22 \cdot \ell}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \left(\frac{V_d}{a \cdot m_{Rd}} \right)^{3/2}$$

- Equation (12): where it is written:

$$N_{si,p,d} = A_{si} \cdot \frac{0.360 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{\ell_{bii}}{d_{bi}^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{inf,i}}{\ell_{b,inf,i}} \right)$$

It should be written:

$$N_{si,p,d} = A_{si} \cdot \frac{0.360 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{\ell_{bii}^{1.5}}{d_{bi}^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{inf,i}}{\ell_{b,inf,i}} \right)$$

Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken

A. Muttoni, M. Fernández Ruiz, J. Kunz

Zusammenfassung Eine nicht zu vernachlässigende Anzahl Flachdecken auf Stützen muss gegen Durchstanzen verstärkt werden. Mögliche Gründe dafür sind höhere als die ursprünglich angenommenen Lasten, Planungs- bzw. Ausführungsfehler, aber auch erhöhte Anforderungen neuer Normengenerationen. Dieser Beitrag zeigt die Auswirkung von Durchstanzbewehrung, welche bei bestehenden Betonflachdecken nachträglich in schräg zur Stütze hin gebohrte Löcher eingemörtelt wird. Durchstanzversuche haben gezeigt, dass damit nicht nur der Durchstanzwiderstand, sondern auch die Verformungsfähigkeit erhöht werden können. Eine Bemessungsmethode, welche auf der Theorie des kritischen Schubrisses beruht, wird beschrieben und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Erste praktische Anwendungen haben gezeigt, dass das vorgeschlagene Verstärkungssystem effizient, einfach und wirtschaftlich ist.

Post-installed punching shear reinforcement for strengthening of flat-slabs

Abstract A considerable number of flat slabs supported by columns need to be strengthened against punching shear. Reasons are increasing loads, construction or design errors, but also more stringent code requirements due to the increased knowledge gained in the past years. This paper shows the effects of bonding post-installed shear reinforcement into inclined holes drilled from the bottom of the slab. Laboratory tests have shown that this method not only increases the slab strength but also adds significant deformation capacity. A design method based on the critical shear crack theory is presented and compared to the test results. First practical implementations have proved that the proposed strengthening system is efficient, simple and economic.

Prof. Dr. sc. techn. Aurelio Muttoni

Professor und Leiter des Instituts für Massivbau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne, Schweiz (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL), E-Mail: aurelio.muttoni@epfl.ch

Dr. Miguel Fernández Ruiz

Lehrbeauftragter an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne, Schweiz (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL), E-Mail: miguel.fernandezruiz@epfl.ch

Dr. sc. techn. Jakob Kunz

Anwendungsberatung und -Entwicklung für Befestigungstechnik und Bauwerksverstärkung. Hilti Aktiengesellschaft, FL-9494 Schaan, Fürstentum Liechtenstein, E-Mail: jakob.kunz@hilti.com

1 Einführung

Einige Einstürze haben in den letzten Jahren die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Sicherheit bestehender Flachdecken gegen Durchstanzen gerichtet. Als Beispiele genannt seien der Einsturz einer Einstellhalle in Bluche (CH) in 1981 [2] (Bild 1a), des Sampoong Kaufhauses in Seoul, Südkorea, im Jahre 1995, des Piper's Row Carpark in Wolverhampton (GB) 1997 wegen vernachlässigter Erhaltungsmaßnahmen [1] und einer Tiefgarage in Gretzenbach (CH) während eines Brandes 2004 [2] (Bild 1b). Wie die Untersuchung diverser Einstürze gezeigt hat, führt oft nicht eine einzige Ursache, sondern das Zusammentreffen verschiedener Umstände zum endgültigen Einsturz. Auf der Planungsseite wurden möglicherweise die Größe der Querkraft und deren Verteilung entlang des Nachweisschnitts nicht richtig eingeschätzt. In der Ausführung kann dazukommen, dass Durchstanzbewehrung falsch oder gar



Bild 1. Einsturz in: (a) Bluche (CH), 1981; und (b) Gretzenbach (CH), 2004
Fig. 1. Collapses at: (a) Bluche (CH), 1981; and (b) Gretzenbach (CH), 2004

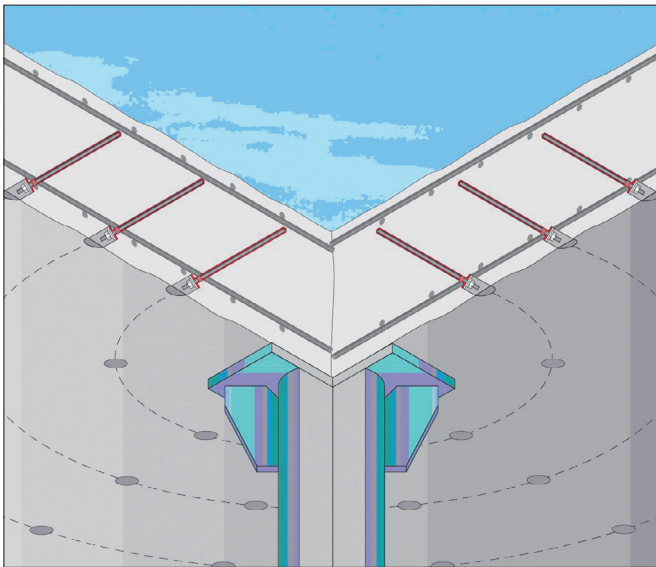


Bild 2. Nachträglich eingemörtelte Durchstanzbewehrung
Fig. 2. Post-installed punching shear reinforcement

nicht eingelegt wird, oder dass die obere Bewehrung zu tief liegt. Während der Nutzung des Bauwerks kann die Last infolge mangelhafter Kontrolle oder Umnutzung des Gebäudes höher werden als ursprünglich geplant. Außerdem zeigt sich, dass aufgrund vertiefter Kenntnisse über das Phänomen Durchstanzen die Anforderungen neuer Normengenerationen oft strenger sind als bei den ursprünglich verwendeten Normen.

Die Gefahr eines progressiven Versagens aufgrund der erwähnten Faktoren ist bei Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung unbedingt zu beachten. In solchen Fällen ist das Durchstanzversagen extrem spröde; die Bildung des Durchstanzkegels führt zu einer raschen Abnahme des Widerstands und die Platte bricht im Stützenbereich ein. Dadurch werden zusätzliche Lasten auf die benachbarten Stützen umgelagert, so dass die Platte normalerweise auch dort einbricht. Es entsteht somit eine rasche Fortpflanzung des Bruchs mit progressivem Einsturz [2].

Dieser Beitrag zeigt eine wirksame Methode, um Flachdecken mit ungenügendem Durchstanzwiderstand zu verstärken. Die Tragfähigkeit der Decke kann deutlich erhöht werden. Gleichzeitig wird auch das Verformungsvermögen klar verbessert, was wesentlich zur Verringerung der Gefahr eines progressiven Versagens beiträgt.

Das vorgeschlagene System ist eine Weiterentwicklung der Arbeit von Hassanzadeh [3], der bereits vor über zehn Jahren (in Zusammenarbeit mit Hilti) die Wirksamkeit nachträglich eingemörtelter schräger Durchstanzbewehrung nachgewiesen hat. Ein Bemessungskonzept auf der Basis der Theorie des kritischen Schubrisses (Muttoni, [4] – [7]) wird vorgestellt und diskutiert.

2 Verstärkung mit nachträglicher Durchstanzbewehrung

2.1 Mögliche Verstärkungsmethoden

Eine Reihe von Parametern bestimmt den Durchstanzwiderstand einer Stahlbetondecke ohne Schubbewehrung. Praktisch sämtliche bekannten Modelle [8-10] berücksichtigen die Abmessungen von Platte und Stütze, die Lage der Stütze (Innen, Rand, Ecke), sowie die Betonfestigkeit. Weitere wichtige Einflussgrößen sind die Biegebewehrung



Bild 3. Verstärkungsanker Hilti HZA-P
Fig. 3. Strengthening anchor Hilti HZA-P

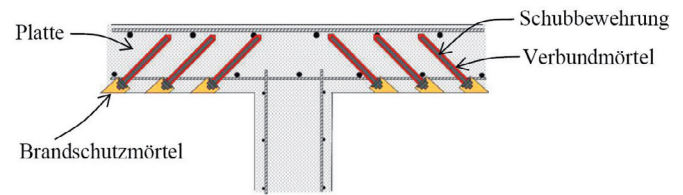


Bild 4. schematische Anordnung der Verstärkung im Schnitt
Fig. 4. Cross-section of typical reinforcement layout

über der Stütze, der Maßstabeffekt (statische Höhe oder Spannweite) oder der Größtkorndurchmesser [4]. Bestehende Stahlbetondecken können im Stützenbereich verstärkt werden durch Veränderung der genannten Einflussgrößen, sofern dies möglich ist. Beispiele dafür sind die Erhöhung der Plattenstärke, die Vergrößerung der Stützenabmessung oder die Verstärkung der Biegebewehrung mit aufgeklebten Lamellen [2]. Der Durchstanzwiderstand kann auch durch eine nachträgliche Schubbewehrung erhöht werden. Solche Bewehrung kann in gebohrte Löcher nachträglich eingebracht werden.

2.2 Systembeschreibung

Eine mögliche konstruktive Lösung ist im **Bild 2** dargestellt. Bohrlöcher werden unter einem Winkel von 45° und zur Stütze hin gerichtet erstellt. Verstärkungsanker (**Bild 3**) werden dann in die mit Verbundmörtel injizierten Bohrlöcher gesetzt.

Die Länge der Bohrlöcher ist so, dass sie zumindest die unterste Lage der oberen Zugbewehrung der Platte erreichen soll. Ideal sind Bohrlöcher, welche zur obersten Lage der Zugbewehrung reichen, d.h. über die gesamte statische Höhe der Platte reichen.

Der obere Teil der Verstärkungsanker besteht aus einem Bewehrungsstab; der untere Teil setzt sich aus einem Teil mit glattem Schaft und anschließend einem Gewinde M16 oder M20 zusammen. Für die Bemessung ist der Bewehrungsstab maßgebend, weil der glatte Schaft und das Gewinde aus Stahl mit höherer Festigkeit bestehen. Für die untere Verankerung wird mit einem Glockenbohrer eine Vertiefung in der Betonoberfläche erstellt.

Nach dem Aushärten des Verbundmörtels wird der untere Ankerkopf installiert. Er besteht aus einer Injektions-scheibe, einer Kalottenscheibe (um Biegung im Anker zu vermeiden) und einer Mutter. Zur Sicherstellung einer schlupffreien Verankerung wird nach der Installation der Verankerung der Ringspalt zwischen Anker und Scheibe, bzw. Bohrlochende mit Verbundmörtel injiziert.

Die Vertiefung, in welche die untere Verankerung gesetzt wurde, bringt den Vorteil, dass sie mit einem Brandschutzmörtel aufgefüllt werden kann, womit der Brandschutz für die Durchstanzbewehrung gegeben ist. Ein weiterer Vorteil ist, dass die Betonoberfläche am Ende der Intervention wieder glatt ist und die Maßnahme praktisch unsichtbar bleibt. **Bild 4** zeigt eine schematische Darstellung der fertig installierten Verstärkung.

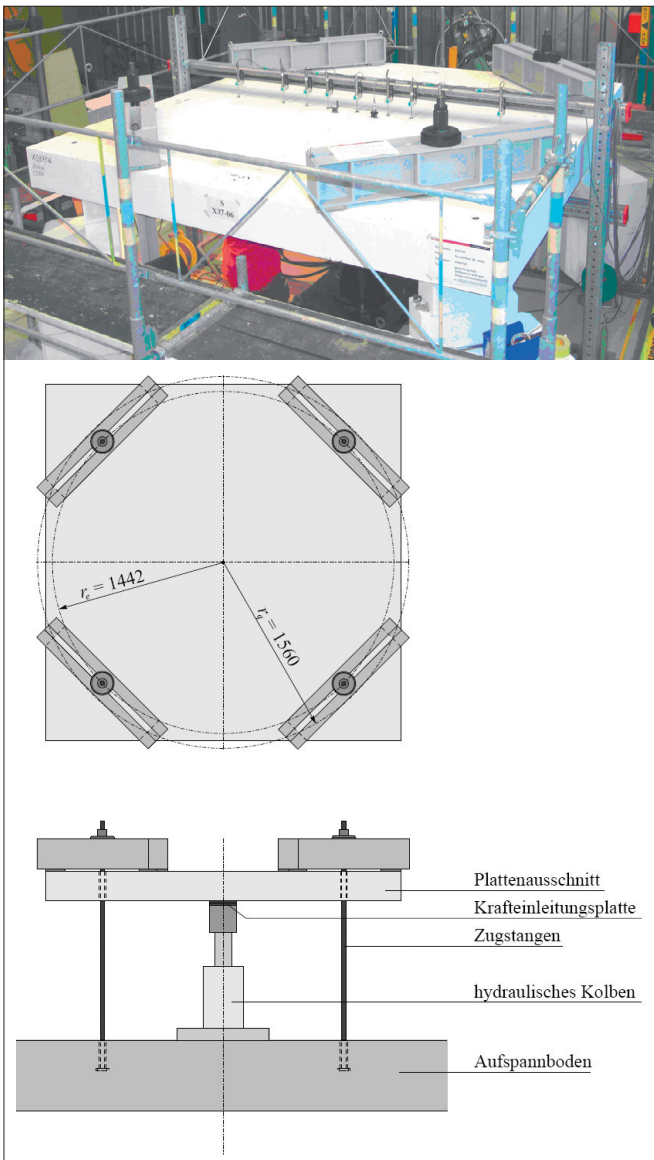


Bild 5. Versuchsaufbau (Abmessungen in [mm])
Fig. 5. Test setup (dimensions in [mm])

3 Durchstanzversuche

3.1 Beschreibung der Versuche

Die Wirkung der Verstärkung von Stahlbetonplatten mit nachträglich eingemörtelter Durchstanzbewehrung wurde anhand einer Serie von Versuchen untersucht (Bild 5). Sechs quadratische Plattenausschnitte der Abmessungen $3\text{ m} \times 3\text{ m} \times 0,25\text{ m}$ mit unterschiedlichen Biegebewehrungsgehalten wurden im Labor der Firma Hilti AG in Schaan (FL) geprüft. Die statische Höhe der Stahlbetonplatten betrug 210 mm . Während der Versuche wurden die Last, die Durchbiegungen der Platte, die Betonstauungen in Stützennähe und die Längsdehnung der Verstärkungsanker gemessen.

Die Versuchskörper wurden am Rand mit Hilfe von Stahlstangen auf dem Aufspannboden verankert und in der Mitte mit einem hydraulischen Zylinder nach oben belastet. Eine quadratische Stahlplatte über dem Kolben mit Kantenlänge 260 mm bildete die Krafteinleitungsfläche

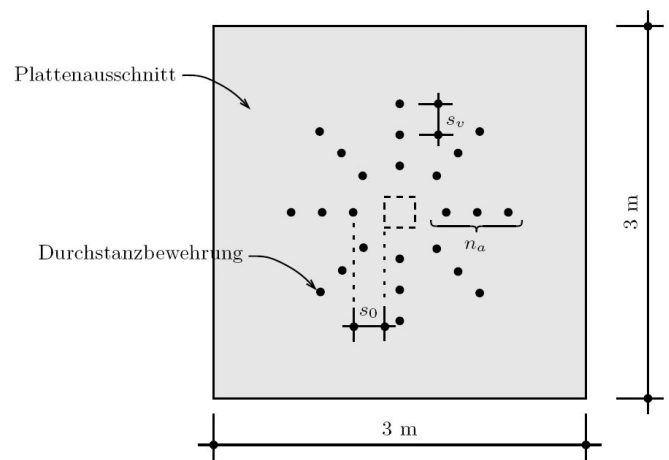


Bild 6. Anordnung der Verstärkungsanker
Fig. 6. Layout of the post-installed shear reinforcement

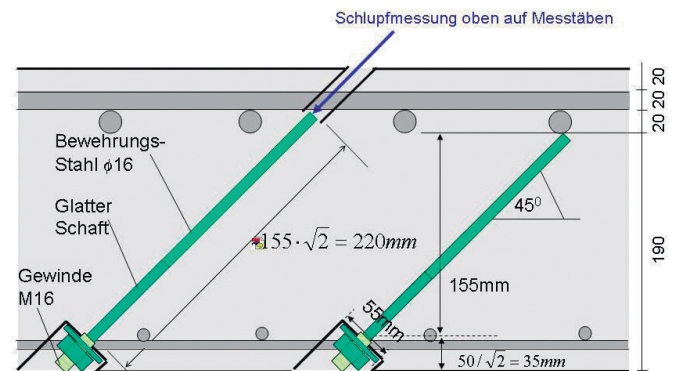


Bild 7. Verstärkungsanker im Querschnitt
Fig. 7. Detail of post-installed shear reinforcement

und simulierte die Stütze einer Flachdecke. Die Kraft der vier Verankerungsstangen wurde mit Stahlträgern auf acht Krafteinleitungsplatten entlang den Rändern verteilt. Diese Lastenleitungspläne befanden sich auf einem Kreis mit einem Radius von $1,56\text{ m}$ (Bild 5).

Die Verstärkungsanker wurden in Strahlen um die Stütze angeordnet (Bild 6). Einige Anker waren mit Dehnmessstreifen bestückt, um die Längsdehnung zu erfassen. Ein typischer Querschnitt der Anordnung ist in Bild 7 zu sehen. Bei allen Versuchen wurden Verstärkungsanker mit Durchmesser 16 mm und Gewinde M16 verwendet.

Der Biegebewehrungsgehalt betrug $1,5\%$ in den Versuchen V1 – V3 und $0,6\%$ in den Versuchen V6 – V8. Versuch V1 hatte als Referenzversuch keine Verstärkung; in der Serie V6 – V8 wurden alle Platten verstärkt. Die Zielsetzung der Versuchserie mit hohem Bewehrungsgehalt war, den Einfluss der Verstärkung auf den Durchstanzwiderstand zu ermitteln. Bei der Versuchserie mit dem niedrigeren Bewehrungsgehalt war hingegen primär das Verformungsvermögen von Interesse.

Die Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Betons C25/30 betrug im Mittel $40,3\text{ N/mm}^2$ mit sehr geringen Unterschieden zwischen den einzelnen Versuchen (Tabelle 1). Der Größtkornmesser war 16 mm .

Tabelle 1. Versuchsparameter und Bruchlasten
Table 1. Test parameters and failure loads

Versuch	ρ %	f_s N/mm ²	d mm	$f_{c,m}$ N/mm ²	n_r [-]	n_a [-]	s_0 [mm]	s_v [mm]	Bruchlast [kN]	Bruchverdrehung (ψ) [%]
V1	1.5	709	210	42.2	-	-	-	-	974	0.76
V2	1.5	709	210	42.2	8	3	200	200	1383	1.36
V3	1.5	709	210	42.2	12	3	150	150	1577	2.24
V6	0.6	505	210	39.4	8	4	150	150	850	3.17
V7	0.6	505	210	39.4	8	4	150	150	854	3.42
V8	0.6	505	210	39.4	4	4	150	150	833	2.46

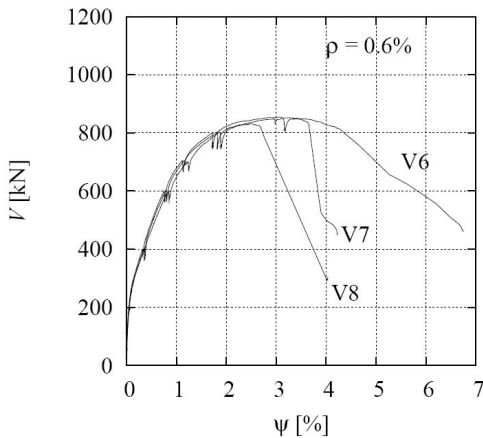


Bild 8. Last in Abhängigkeit der Verdrehung (V6 bis V8)
Fig. 8. Load against rotation (V6 to V8)

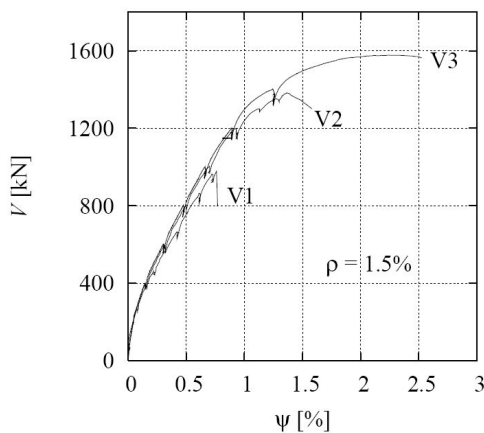


Bild 9. Last in Abhängigkeit der Verdrehung (V1 bis V3)
Fig. 9. Load against rotation (V1 to V3)

3.2 Bruch

Tabelle 1 stellt die erreichten Bruchlasten der Anzahl verwendeter Verstärkungsanker ($n_r \cdot n_a$), der effektiven Betonfestigkeit, sowie dem Biegebewehrungsgrad und der Fließgrenze der Biegebewehrung gegenüber. Beim höheren Zugbewehrungsgrad von 1,5% konnte gegenüber der nicht verstärkten Platte eine klare Steigerung des Durchstanzwiderstands von 42% mit 24 Ankern und von 62% mit 36 Ankern erreicht werden. Beim geringeren Bewehrungsgrad kamen die Versuche bereits in den Bereich des plastischen Biegeversagens. Die Bruchlastzunahme infolge Verstärkung war somit gering.

3.3 Verformungsvermögen

Eine wichtige Problematik beim Durchstanzen ohne Schubbewehrung ist die Sprödigkeit des Versagens. Eine Untersuchung des Verhaltens von Stahlbetonplatten mit unterschiedlichen Typen von Schubzulagen hat ergeben, dass sich Bügel mit einem gegen die Rissrichtung geneigten Schenkel besonders günstig auf das Verformungsvermögen auswirkten [11]. Der Einfluss der nachträglich installierten, schrägen Schubbewehrung auf das Verformungsvermögen der Platten wurde bei der Serie V6 bis V8 mit 0,6% Zugbewehrung untersucht. Versuche V6 und V7 hatten dieselbe Anordnung der 32 Verstärkungsanker; sie unterschieden sich darin, dass die untere Verankerung bei V6 versenkt und bei V7 außen auf der Platte aufgesetzt war. Bild 8 zeigt, dass dies weder die Versagenslast noch das Verformungsvermögen signifikant beeinflusste. Dagegen hatte V8 nur 16 Verstärkungsanker. Auch hier wurde das plastische Plateau der Platte erreicht, jedoch erfolgte das endgültige Versagen dann durch Durchstanzen bei wesentlich kleinerer Verformung.

Bei der Serie V1 bis V3 trat jeweils klares Durchstanzversagen auf. Dadurch wurde auch die bereits erwähnte Steigerung des Widerstands durch die Verstärkungsanker möglich. Bild 9 zeigt, dass die Verstärkungsanker auch hier die Verformungsfähigkeit wesentlich erhöhen. Die Verformung der Platte V3 bis zum Versagen hat sich dabei gegenüber dem nicht verstärkten Versuch V1 verdreifacht. Durch die klare Steigerung der Verformungskapazität von durchstanzgefährdeten Flachdecken kann deren Fähigkeit zur Lastumlagerung vor dem Versagen deutlich verbessert werden. Dies ist neben der Erhöhung des Durchstanzwiderstandes ein wesentlicher Beitrag zur Erhöhung der Sicherheit einer Flachdecke mit mehreren Stützen, weil dadurch die Gefahr eines progressiven Kollapses abgemindert werden kann.

4 Bemessung

4.1 Grundlagen der Theorie des kritischen Durchstanzrisses

Die Theorie des kritischen Durchstanzrisses wurde ursprünglich zur Beschreibung des Durchstanzens bei Stahlbetonelementen ohne Schubbewehrung entwickelt [12]. Die Theorie geht von der Annahme aus, dass der Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Schubbewehrung, der traditionell als proportional zur Quadratwurzel der Druckfestigkeit des Betons angenommen wird, von der Öffnung und der Rauigkeit eines Schubrisses entlang der geneigten Betondruckstrebe bestimmt wird, welche die Querkraft abträgt [4-6], siehe Bild 10.

Diese Abhängigkeit wird folgendermaßen ausgedrückt:

$$\frac{V_R}{u \cdot d} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (1)$$

wobei V_R der Querkraftwiderstand, u der kritische Umfang (angesetzt bei $d/2$ vom Stützenrand), d die statische Höhe des Bauteils, f_c die Zylinderdruckfestigkeit des Betons, w die Öffnung des kritischen Schubrisses und d_g der maximale Durchmesser der Zuschlagskörner als Maß für die Rauigkeit der Rissufer ist.

Bei Platten wird die Öffnung des kritischen Schubrisses als proportional zum Produkt der Plattenverdrehung (ψ) und der statischen Bauteilhöhe angenommen (Bild 10b)

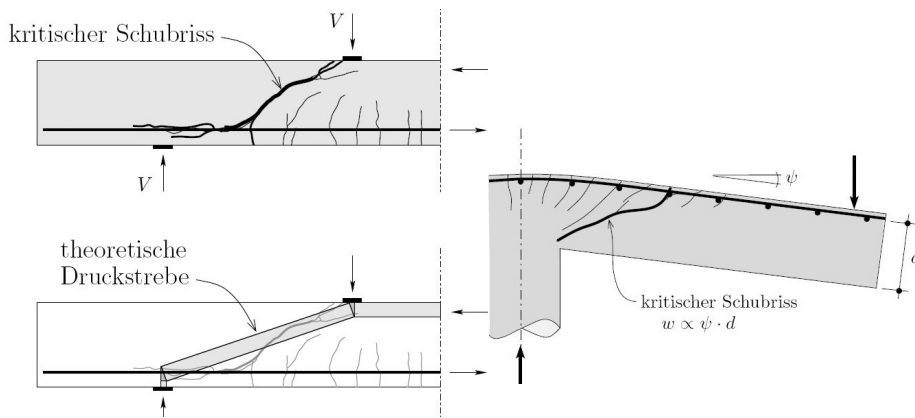


Bild 10. Kritischer Schubriss in durch Querkraft belasteter Druckstrebe bei: (a) Balken; (b) Platten
Fig. 10. Critical shear crack developing through the shear-carrying compression strut in: (a) one-way member; (b) two-way slab

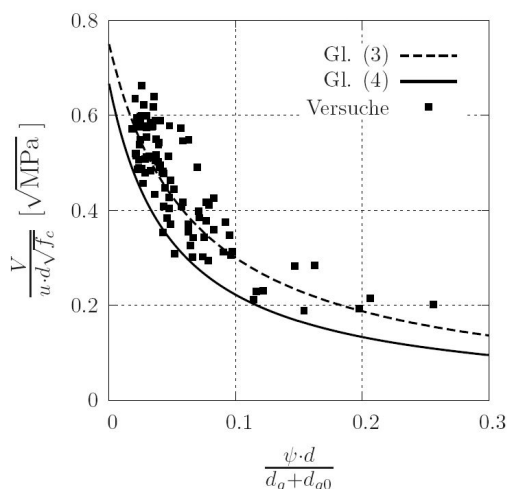


Bild 11. Versagenskriterium der Theorie des kritischen Schubrisses im Vergleich mit 99 Versuchsergebnissen, [6]
Fig. 11. Comparison of the failure criteria of the Critical Shear Crack Theory to 99 test results, [6]

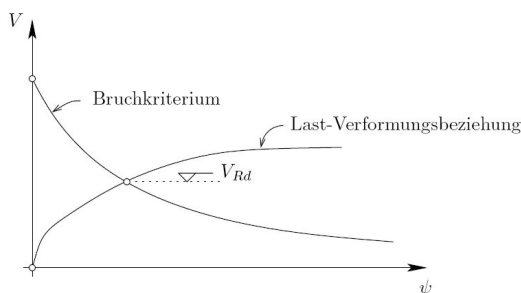


Bild 12. Ermittlung des Durchstanzwiderstands von Flachdecken ohne Schubbewehrung nach der Theorie des kritischen Schubrisses
Fig. 12. Calculation of the punching shear strength in flat slabs without transverse reinforcement according to the CSCT

$$w \propto \psi \cdot d \quad (2)$$

Aufgrund dieser Annahmen wurde das folgende Versagenskriterium für das Durchstanzen von Platten vorgeschlagen [4, 6]:

$$V_R = \frac{3}{4} \cdot \frac{u \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (3)$$

Zu Bemessungszwecken wird das Versagenskriterium als 5%-Fraktile formuliert und das Sicherheitskonzept wie folgt eingeführt [4, 6]:

$$V_{Rc,d} = \frac{2}{3\gamma_c} \cdot \frac{u \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}}}{1 + 20 \cdot \frac{\psi_d \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (4)$$

Bild 11 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der beiden Formulierungen (3) und (4) des Versagenskriteriums mit 99 Versuchsergebnissen aus [6].

Wie **Bild 12** zeigt, kann der Bemessungswert des Durchstanzwiderstandes einer Flachdecke ohne Schubbewehrung ermittelt werden

als Schnittpunkt des Bemessungswertes des Versagenskriteriums (4) mit der Last-Verformungs-Beziehung der Platte. Ausgehend von einer allgemeinen, theoretisch hergeleiteten Formulierung wurde in [6] durch eine Anzahl von Vereinfachungen eine angemessene analytische Formel für die Last-Verformungs-Beziehung der Platte hergeleitet:

$$\psi_d = \frac{0.22 \cdot \ell}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \left(\frac{V_d}{a \cdot m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (5)$$

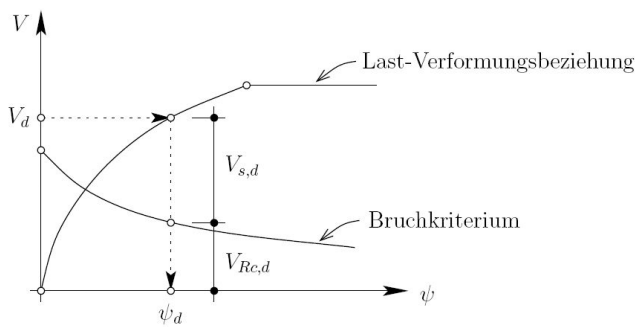
- mit: ℓ Spannweite [m]
 d statische Höhe der Platte [m]
 f_{sd} Fließgrenze (Bemessungswert) der Biegebewehrung [N/mm²]
 E_s Elastizitätsmodul der Biegebewehrung [N/mm²]
 m_{Rd} Biegewiderstand der Platte [kNm/m]
 a Beiwert zur Berücksichtigung der Stützelage (innen, Rand oder Ecke) [-]:
- Innenstützen: $a = 8 \rightarrow$ obere Bewehrung in beide Richtungen prüfen
 - Randstützen: $a = 4 \rightarrow$ obere Bewehrung parallel zum Rand prüfen
 $a = 8 \rightarrow$ obere und untere Bewehrung senkrecht zum Rand prüfen
 - Eckstützen: $a = 2 \rightarrow$ obere und untere Bewehrung in beide Richtungen prüfen

4.2 Anwendung der Theorie des kritischen Schubrisses zur Bemessung von nachträglicher Schubbewehrung mit HZA-P Verstärkungsankern

Falls der Bemessungswert der Einwirkung (V_d) den Durchstanzwiderstand einer Platte ohne Schubbewehrung ($V_{Rc,d}$) überschreitet, muss diese gegen Durchstanzen verstärkt werden. Gemäß **Bild 13** kann nachträgliche Schubbewehrung mit Hilfe des Versagenskriteriums der Theorie des kritischen Schubrisses und der Last-Verformungs-Beziehung der Platte bemessen werden [7, 13, 14]:

$$V_{s,d} = V_d - V_{Rc,d} \quad (6)$$

Je größer die erforderliche Verdrehung der Platte im Bemessungszustand, $\psi_d(V_d)$ ist, desto kleiner wird der Beitrag des Betons, $V_{Rc,d}$, zum Durchstanzwiderstand der Platte, siehe Formel (4). Der Beitrag der nachträglich eingemörtelten Schubbewehrung kann angegeben werden mit:



508

Bild 13. Beton- und Stahltraganteile

Fig. 13. Punching shear strength contributions of concrete and steel

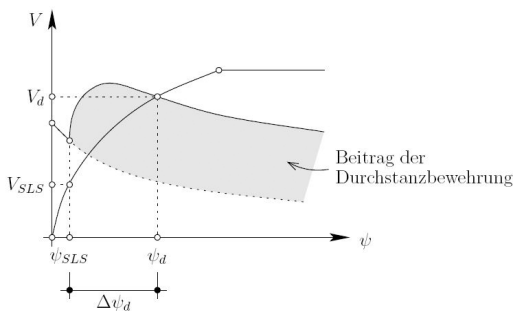


Bild 14. Einfluss der Verformung vor dem Verstärken

Fig. 14. Influence of SLS deformations before strengthening

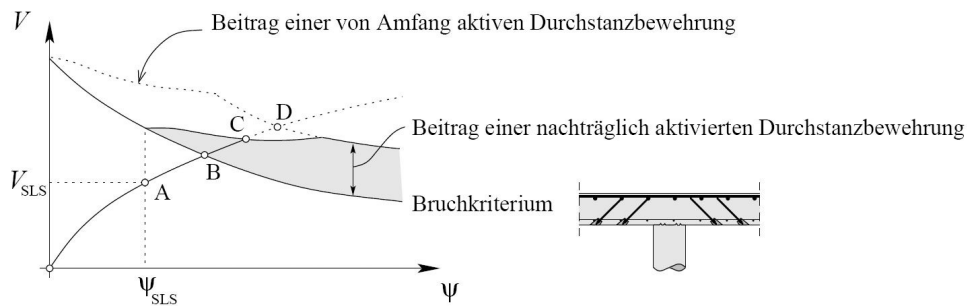


Bild 15. Aktivierung der nachträglich eingemörtelten Schubbewehrung in Abhängigkeit der Verdrehung im Gebrauchszustand

Fig. 15. Activation of the post-installed shear reinforcement depending on the SLS rotation at the moment of strengthening

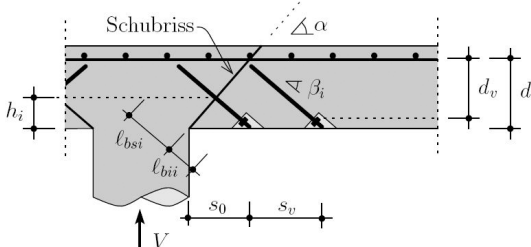


Bild 16. Geometrie der Verstärkungsmaßnahme

Fig. 16. Geometrical parameters of punching shear strengthening

$$V_{s,d} \leq \sum_{i=1}^n N_{si,d} \cdot \sin \beta_i \quad (7)$$

wobei $N_{si,d}$ der Bemessungswiderstand eines spezifischen Verstärkungsankers und β_i der Winkel zwischen der Plattebene und der Richtung der Schubbewehrung (im Allgemeinen 45°) ist. $N_{si,d}$ ist der kleinste der folgenden vier Werte:

$$N_{si,d} = \min[N_{si,el,d}; N_{si,pl,d}; N_{si,b,d}; N_{si,p,d}] \quad (8)$$

$N_{si,el,d}$ ist die Kraft, welche im Verstärkungsanker durch die Verdrehung der Stahlbetonplatte aktiviert werden kann. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die bestehende Platte durch Eigengewicht und allfällige permanente Auflasten bereits im Zeitpunkt, wo die Verstärkungsmaßnahme durchgeführt wird, eine gewisse Verdrehung ψ_{SLS} aufweist (siehe Bild 14), ist diese Kraft:

$$N_{si,el,d} = K_{ai} \cdot \sqrt{(\psi_d - \psi_{SLS}) \cdot h_i \cdot \sin(\alpha + \beta_i)} \quad (9)$$

wobei α der Winkel des kritischen Schubrisses (zu 45° angenommen) ist. K_{ai} ist ein Koeffizient, der von den Adhäsioneigenschaften des Verbundmörtels und dem Durchmesser des Verstärkungsankers abhängt [13]. Bild 15 zeigt, dass unter dem Einfluss der im Gebrauchszustand, bzw. während der Verstärkungsmaßnahme bereits vorhandenen Verdrehung (ψ_{SLS}) der Gesamtwiderstand des Systems (Punkt C) geringer sein kann als derjenige einer Platte mit derselben Bewehrung, aber ohne Belastung (Punkt D). Dieser Aspekt, welcher für Platten mit relativ hoher Gebrauchslast bestimmend sein kann, wird durch die üblicherweise angewandten

Normen nicht abgedeckt [8-10].

$N_{si,pl,d}$ ist der Fließwiderstand des Verstärkungsankers:

$$N_{si,pl,d} = A_{si} \cdot f_{sd,a} \quad (10)$$

A_{si} ist der Querschnitt des Verstärkungsankers; $f_{sd,a}$ steht für den Bemessungswert der Fließgrenze. Dabei ist der obere Teil des Ankers (Bewehrungsstab) maßgebend.

$N_{si,b,d}$ ist die maximale Kraft, die sich durch Verbund entlang der Ankeroberfläche entwickeln kann. Es wird angenommen, dass der Verbund oberhalb des kritischen Schubrisses wirksam ist; ℓ_{bsi} ist in Bild 16 dargestellt.

$$N_{si,b,d} = A_{si} \cdot \frac{4 \cdot \tau_{bd} \cdot \ell_{bsi}}{d_{bi}} \quad (11)$$

Dabei ist τ_{bd} der Bemessungswert der Verbundfestigkeit des Verbundmörtels und d_{bi} der nominelle Durchmesser des Verstärkungsankers.

$N_{si,p,d}$ ist die maximale Kraft, welche aufgenommen werden kann, bevor die untere Verankerung einen Betonkegel gegen den sich öffnenden Schubriss ausreißt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse hat gezeigt, dass die direkte Berechnung nach der CCD-Methode [15] für kleine Kegeltiefen relativ weit auf der sicheren Seite liegt. Eine

bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ergibt sich in Anlehnung an [16] unter Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen dem Durchmesser der Verankerungsscheibe des Ankers HZA-P (d_{inf}) und der Einbinde tiefe ℓ_{bii} :

$$N_{si,p,d} = A_{si} \cdot \frac{0,360 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{\ell_{bii}}{d_{bi}^2} \cdot \left(1 + \frac{d_{inf,i}}{\ell_{b,inf,i}}\right) \quad (12)$$

wobei ℓ_{bii} die Distanz von der unteren Verankerung bis zum Punkt, wo die nachträgliche Schubbewehrung den kritischen Schubriss schneidet (Bild 16), ist. Es ist zu beachten, dass Gleichung (9) dimensionsbehaftet ist. In der obigen Form sind die SI-Einheiten MN und m zu verwenden.

4.3 Vergleich mit Versuchsergebnissen

In [13] wurden die berechneten Durchstanzwiderstände nach der oben gezeigten Bemessungsmethode mit den eigenen Versuchsergebnissen [17], jenen einer Versuchsserie mit einer sehr ähnlichen Verstärkungsmethode [3], sowie weiteren Versuchsergebnissen von Platten mit und ohne Durchstanzbewehrung [7] verglichen. Das Verhältnis der nach dem Bemessungskonzept – formuliert für Mittelwerte des Bruchkriteriums – berechneten Widerstände zu den gemessenen Versagenslasten wurde für jeden Versuch ermittelt. Der Quotient von im Versuch gemessener Bruchlast zur nach dem Bemessungskonzept ermittelten Bruchlast betrug im Durchschnitt 1.17 für die neun Versuche, die spezifisch zur nachträglich eingemörtelten Durchstanzbewehrung durchgeführt wurden [17, 3], wobei größere Werte als 1,0 Berechnungen auf der sicheren Seite bedeuten. Der entsprechende Variationskoeffizient betrug lediglich 7%. Für alle insgesamt 48 betrachteten Versuche betrug der erwähnte Quotient im Durchschnitt 1.23 mit einem Variationskoeffizienten von 10%. Diese Auswertung bestätigt, dass die vorgeschlagene Bemessungsmethode eine ausgezeichnete Abschätzung des mit nachträglich eingemörtelter Schubbewehrung erreichten Durchstanzwiderstandes von Stahlbetonplatten ergibt. Damit kann also ein Bauwerk zuverlässig auf das von der Norm geforderte Sicherheitsniveau verstärkt werden.

4.4 Bemessungsbeispiel

Gegeben: Zugbewehrung $\rho_{sup} = 0.9\%$ in beide Richtungen, Bemessungs-Fließgrenze des Bewehrungsstahls $f_{yd} = 435$ N/mm², statische Höhe $d = 550$ mm, Beton C20/25, Größtkorn $d_g = 32$ mm, quadratischer Stützenkopf 800 mm x 800 mm, Spannweite in beide Richtungen 9 m, Bemessungs-Stützenlast $V_d = 4400$ kN, Stützenlast während Verstärkungsmaßnahme $V_{SLs} = 2350$ kN, Last auf Decke $q = 44$ kN/m².

Nachweisschnitt im Abstand 0,5 d von der Stütze: $u = 4 \cdot 800 + 2 \cdot 275 \cdot \pi = 4928$ mm

Fläche im Durchstanzkegel: $A_i = 1,76$ m

Last außerhalb Durchstanzkegel: $V'_d = 4400 - 44 \cdot 1,76 = 4323$ kN

Innerer Hebelarm

$$z \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 550 = 495 \text{ mm}$$

Biege widerstand

$$m_{Rd} = \rho \cdot d \cdot f_{yd} \cdot z = 0,009 \cdot 550 \cdot 435 \cdot 495 \cdot 10^{-3} = 1067 \text{ kNm/m}$$

Verdrehung im Bemessungszustand:

$$\psi_d = \frac{0,000711 \cdot \ell}{d} \cdot \left(\frac{V_d}{a \cdot m_{Rd}}\right)^{3/2} = 0,00431$$

Beitrag Beton zum Durchstanzwiderstand:

$$V_{Rc,d} = \frac{0,2 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{0,45 + 0,19 \cdot \psi_d \cdot d \cdot \frac{48}{d_g + 16}} \cdot d \cdot u / 1000 = 2692 \text{ kN}$$

Erf. Beitrag der Verstärkung:

$$V_{Rd,s,rqd} = V'_d - V_{Rd,c} = 1631 \text{ kN}$$

Parameter der Verstärkung

Verstärkungsanker:

Hilti HZA-P M20 eingemörtelt mit Hilti HIT-RE 500

Verbundfestigkeit:

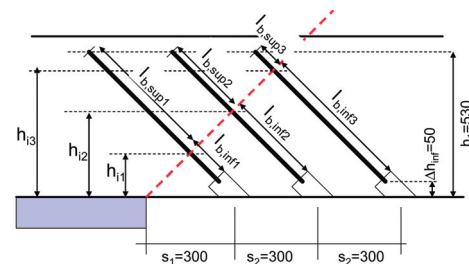
$$\tau_{bd} = 6,95 \text{ N/mm}^2$$

Verankerungsfaktor:

$$K_a = 3,75 \text{ MN} \cdot \text{m}^{0.5}$$

Durchmesser Verankerungsscheibe: $d_{inf} = 60$ mm

Anordnung der Verstärkung, siehe Bild 17



$$\begin{aligned} h_1 &= s_1 / 2 = 150 \text{ mm} & h_2 &= 300 \text{ mm} & h_3 &= 450 \text{ mm} \\ \ell_{b,inf1} &= (h_1 - \Delta h_{inf}) \cdot \sqrt{2} = 141 \text{ mm} & \ell_{b,inf2} &= 354 \text{ mm} & \ell_{b,inf3} &= 567 \text{ mm} \\ \ell_{b,sup1} &= (h_b - h_1) \cdot \sqrt{2} = 537 \text{ mm} & \ell_{b,sup2} &= 325 \text{ mm} & \ell_{b,sup3} &= 113 \text{ mm} \end{aligned}$$

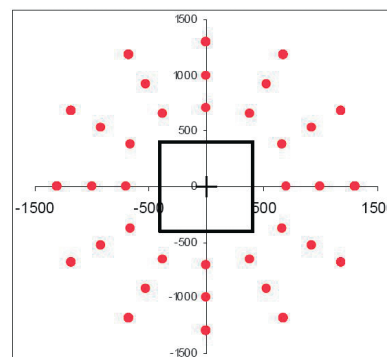


Bild 17. Gewählte Verstärkung auf Deckenunterseite
Fig. 17. selected strengthening, view at bottom of slab

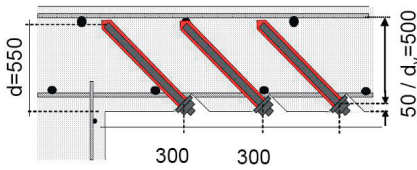


Bild 18. Gewählte Verstärkung, Querschnitt
Fig. 18. selected strengthening, cross section

510



Bild 19. Montage der Ankerköpfe in Versenkungen
Fig. 19. Installing the anchor heads in niches

Nachweis der vorgeschlagenen Anordnung
Verdrehungszunahme vom Gebrauchs- zum Bemessungs-
zustand:

$$\Delta\psi_d = \frac{0,000711 \cdot \ell}{d} \cdot \left[\left(\frac{V_u}{8m_{Rd}} \right)^{1,5} - \left(\frac{V_{SLs}}{8m_{Rd}} \right)^{1,5} \right] =$$

$$= \frac{0,000711 \cdot 9}{0,55} \cdot \left[\left(\frac{4400}{8 \cdot 1067} \right)^{1,5} - \left(\frac{2350}{8 \cdot 1067} \right)^{1,5} \right] = 0,00263$$

Aktivierung Anker 1 durch Verdrehungszunahme

$$N_{s1,el,d} = K_{ai} \cdot \sqrt{\Delta\psi_d} \cdot h_{i1} = 3,75 \cdot$$

$$\cdot \sqrt{0,00263 \cdot 0,15} = 0,075 \text{ MN} = 74,5 \text{ kN}$$

Stahl Anker 1

$$N_{s1,pl,d} = A_s \cdot f_y = \frac{20^2 \cdot \pi}{4} \cdot 0,455 = 137 \text{ kN}$$

Verbund oberhalb Riss, Anker 1:

$$N_{s1,b,d} = \tau_{bd} \cdot d_b \cdot \pi \cdot \ell_{b,sup1} =$$

$$= 6,95 \cdot 20 \cdot \pi \cdot 537 \cdot 10^{-3} = 234 \text{ kN}$$

Betonkegel unterhalb Riss, Anker 1:

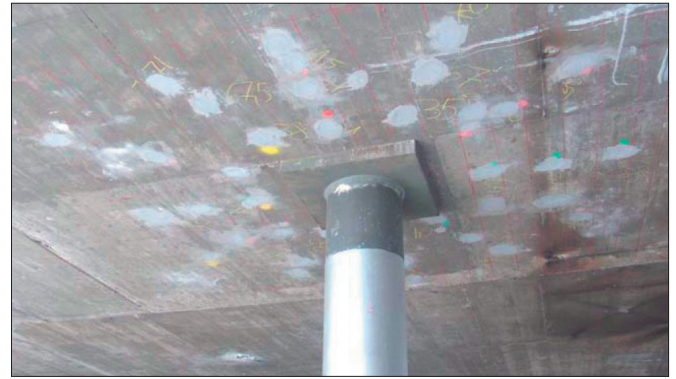


Bild 20. Glatte Decke nach Verstärkung
Fig. 20. Flat slab after installing the anchors

$$N_{s1,p,d} = A_s \cdot \frac{0,360}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\ell_{b,inf1}^{1,5}}{d_b^2} \left(1 + \frac{d_{inf}}{\ell_{b,inf1}} \right) =$$

$$= \frac{0,02^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{0,360}{1,5} \cdot \sqrt{20} \cdot \frac{0,141^{1,5}}{0,02^2} \left(1 + \frac{0,06}{0,141} \right) =$$

$$= 0,063 \text{ MN} = 63,6 \text{ kN}$$

Bemessungswiderstand Anker 1:

$$N_{s1,d} = \min(N_{s1,el,d}; N_{s1,pl,d}; N_{s1,b,d}; N_{s1,p,d}) = 63,6 \text{ kN}$$

Bemessungswiderstand Anker 2:

$$N_{s2,d} = \min(N_{s2,el,d}; N_{s2,pl,d}; N_{s2,b,d}; N_{s2,p,d}) = 105 \text{ kN}$$

Bemessungswiderstand Anker 3:

$$N_{s3,d} = \min(N_{s3,el,d}; N_{s3,pl,d}; N_{s3,b,d}; N_{s3,p,d}) = 49,3 \text{ kN}$$

Bemessungswiderstand pro Strahl in Ankerrichtung:

$$N_{sd} = N_{s1} + N_{s2} + N_{s3} = 218 \text{ kN}$$

Bemessungswiderstand pro Strahl in Richtung der Querkraft:

$$V_{sd,r} = N_{sd} \cdot \sin 45^\circ = 154 \text{ kN}$$

Erforderliche Anzahl Strahlen:

$$n \geq \frac{V_{s,rqd}}{V_{sd,r}} = \frac{1631}{154} = 10,6 \rightarrow 12 \text{ Strahlen (Bild 17)}$$

Durchstanzwiderstand außerhalb der verstärkten Zone:

Werden die radialen Abstände zwischen den Ankern wie in **Bild 18** angedeutet konstant mit 300 mm gewählt, so müssen die Rundschnitte durch die äußeren Anker nicht separat gerechnet werden, da der Beitrag der Anker gleich bleibt, der Beitrag des Betons aber durch den zunehmenden Umfang des Rundschnittes zunimmt. Die Strahlen sind so lang zu wählen, dass außerhalb der verstärkten Zone der Nachweis der Durchstanzsicherheit nach der anwendbaren Stahlbetonnorm geführt werden kann. Dabei ist zu beachten, dass die Versenkung der Verankerung in eine Nische zu einer Reduktion der anrechenbaren statischen Höhe führt. Im Falle dieses Bemessungsbeispiels ist gemäß Bild 18 die effektive statische Höhe noch 500 mm statt 550 mm.

5 Umsetzung

Die vorgeschlagene Methode wurde bereits bei einer unterirdischen Einkaufspassage und in mehreren Autoeinstellhallen mit Deckenstärken von 30 bis 60 cm erfolgreich eingesetzt (siehe **Bilder 19, 20**). Um Treffer der unteren Bewehrung beim Bohren zu vermeiden, wurde diese jeweils zuerst mit Hilfe von Suchgeräten angezeichnet. Erst dann wurde die endgültige Position der Bohrlöcher in Absprache mit dem Planer festgelegt. Zur Erstellung der schrägen Bohrlöcher wurde das Hammerbohrverfahren angewendet, da bei Diamantbohrungen die Gefahr bestünde, die Zugbewehrung zu verletzen. Die Richtung der Bohrlöcher wurde entweder durch Bohrstände oder durch optische Bohrhilfen vorgegeben. Nachmessungen haben ergeben, dass auch beim Einsatz eines einfachen gerichteten Stabes, mit Hilfe dessen der Bohrhammer von Hand ausgerichtet wurde, die Richtung der so erstellten Löcher sehr genau stimmte. Das Einmörteln der Anker erfolgte nach dem Standardverfahren des Herstellers und war daher problemlos.

Die untere Verankerung wird in eine Aufweitung des Bohrloches installiert. Sie kann am Schluss mit Brandschutzmörtel abgedeckt werden. Dadurch ist sie im Brandfall nicht direkt dem Feuer ausgesetzt. Außerdem ist es ästhetisch günstig, dass die Maßnahme für den Benutzer des Bauwerks unsichtbar ist und die Decke flach bleibt (Bild 20).

Die ausgeführten Projekte haben gezeigt, dass nachträgliche Schubbewehrung zu kleineren Gesamtkosten als andere Verstärkungsmaßnahmen installiert werden kann.

6 Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag stellt ein innovatives System zur Verstärkung gegen Durchstanzen mit nachträglich eingemörtelter Schubbewehrung vor. Die wichtigsten Vorteile dieses Systems sind:

1. Die Verstärkung kann von einer Seite der Betonplatte her ausgeführt werden, was den Bauablauf wesentlich vereinfacht. Damit müssen die Bodenbeläge oder die Abdichtungssysteme nicht durchdrungen und danach auch nicht wieder instand gestellt werden.
2. Die Abmessungen der Stütze und der Decke bleiben unverändert. Bei engen Verhältnissen, zum Beispiel in Parkgaragen, kann es sehr wichtig sein, keinen Raum zu verlieren.
3. Die untere Verankerung wird in eine Aufweitung des Bohrloches installiert und kann mit Brandschutzmörtel abgedeckt werden.
4. Die Versuche haben deutlich gezeigt, dass mit nachträglichen Durchstanzbewehrungen den Durchstanzwiderstand und die Verformungsfähigkeit stark erhöht werden können.
5. Das Bemessungskonzept basiert auf einer einfachen Theorie und erlaubt eine sichere Planung von Verstärkungsmaßnahmen. Hierbei können die maßgebenden Faktoren berücksichtigt werden sowie auch die vorhandene Lastniveau während der Verstärkung.

Literatur

- [1] Wood, J.G.M., *Pipers Row Car Park, Wolverhampton*. Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997. www.hse.gov.uk/research/misc/pipersrowpt1.pdf
- [2] Muttoni, A. (Ed.), Fernández Ruiz, M., Fürst, A., Guandalini, S., Hunkeler, F., Moser, K., Seiler, H.: *Tragsicherheit von Einstellhallen*, Dokumentation D 0226 SIA, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, Schweiz, 105 Seiten, 2008
- [3] Hassanzadeh, G.: *Förstärkning av brobaneplattor med häsän till stän-sing*, Master of Civil Engineering Thesis, KTH, Institutionen för byggkonstruktion, TRITA-BKN, Rapport 41, Stockholm, 134 Seiten, 1996
- [4] Muttoni, A.: *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, Vol. 98, pp. 74–84, 2003.
- [5] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M.: *Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width*, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 105, No. 2, pp. 163–172, 2008
- [6] Muttoni, A.: *Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement*, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 105, No. 4, pp. 440–450, 2008
- [7] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: *Punching shear strength of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement*, ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., accepted for publication, 2008
- [8] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., USA, 430 p, 2005
- [9] DIN-EN 1992-1-1: *Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*, 2005-10
- [10] DIN 1045-1, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth, 2008-04
- [11] Beutel, R. K. K.: *Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen*. Dissertation, RWTH Aachen, 2002
- [12] Muttoni A., Schwartz J.: *Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium Stuttgart, Vol. 62, IABSE, Zurich, Schweiz, pp. 703–708, 1991
- [13] Muttoni, A., Fernández Ruiz M.: *Design Method for Post-Installed Punching Shear Reinforcement with Hilti Tension Anchors HZA-P*. Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, 2007.
- [14] Kunz, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: *Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement*, fib Symposium, Amsterdam, the Netherlands, CRC Press, 2008, pp. 679–684
- [15] Fuchs, W., Eligehausen, R., Breen J. E.: *Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete*. ACI Structural Journal, Farmington Hills, Mich., Vol. 92, No 1, pp. 73–94, 1995
- [16] ACI Committee 349. *Code Requirements for Nuclear Safety Related Structures (ACI 349-85) (Revised 1990) (Reapproved 1997)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 134 Seiten, 1997
- [17] Kunz, J.: *Durchstanzversuche mit Verstärkungsanker Hilti HZA-P*. Versuchsbericht, Hilti intern, nicht veröffentlicht.